

表紙

目次

1章 結果一覧	1
1.1 水理計算	1
1.1.1 各位置における水深と流速	1
1.1.2 しゃ水工の根入長	1
1.1.3 護床工の検討	1
1.1.4 護床工のブロック重量	1
1.2 安定計算	2
1.2.1 転倒に対する照査	2
1.2.2 滑動に対する照査	2
1.2.3 地盤支持力に対する照査	2
2章 検討条件	3
2.1 落差工形状	3
2.1.1 形状図	3
2.1.2 落差工の形式	3
2.1.3 河道条件	3
2.1.4 落差高	3
2.1.5 本体形状	4
2.2 河床断面	4
2.2.1 上流部	4
2.2.2 中流部	4
2.2.3 下流部	4
2.2.4 本体内下流端	5
3章 水理計算	6
3.1 流量条件	6
3.2 本体下流端水位の計算	6
3.2.1 本体下流端での水位	6
3.2.2 上下流最大水位差	6
3.3 しゃ水工の根入長の計算	6
3.3.1 鉛直方向の浸透路長	6
3.3.2 必要しゃ水工長	7
4章 安定計算	8
4.1 設計条件	8
4.2 作用力の集計	9
4.2.1 自重,慣性力	9
4.2.2 土圧力	11
4.2.3 水圧力	15
4.2.4 揚圧力	18
4.2.5 各ケースの作用力	21
4.3 安定計算結果	22
4.3.1 転倒に対する照査	22
4.3.2 滑動に対する照査	22
4.3.3 地盤支持力に対する照査	23
5章 護床工の検討	23
5.1 上流側護床工長	23
5.2 下流側護床工A区間長	23
5.2.1 本体下流端水位(h1a)の計算	23
5.2.2 跳水開始水深(h1b)の計算	23
5.2.3 本体下流端水位(h1a)と跳水開始水深(h1b)との比較	24

5.3 下流側護床工B区間長

25

6章 護床工のブロック重量

26

1章 結果一覧

1.1 水理計算

1.1.1 各位置における水深と流速

上流部	等流水深 h_0	0.843 (m)
	流速 V_0	1.424 (m/s)
落差工天端	限界水深 h_c	0.528 (m)
	限界流速 V_c	2.274 (m/s)
本体下流端	下流端水深 h_{1a}	0.260 (m)
	流速 V_{1a}	4.613 (m/s)
跳水開始水深 h_{1b}		0.304 (m)
下流部	等流水深 h_2	0.843 (m)
	流速 V_2	1.424 (m/s)

1.1.2 しゃ水工の根入長

必要しゃ水工長	計算値	0.609 (m)	OK
	決定値	2.500 (m)	

1.1.3 護床工の検討

上流側護床工長	2.000 (m)		
護床工A区間長	$h_{1a} < h_{1b}$ より、 $L_1 = 2.081$ (m) $L_2 = 3.793 \sim 5.057$ (m) $L = L_1 + L_2 = 5.873 \sim 7.137$ 7.000 (m)		
護床工B区間長	$LB = 2.528 \sim 4.214$ 4.000 (m)		

1.1.4 護床工のブロック重量

上流側護床工	0.004 (kN)	
護床工A区間	本体直下流～ 跳水発生区間前半	0.265 (kN)
	跳水発生区間後半	0.021 (kN)
護床工B区間	0.000 (kN)	

1.2 安定計算

1.2.1 転倒に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN.m)	作用位置 X(m)	偏心量(m)		判定
					e	ea	
常時	計画水位	199.281	1745.752	8.760	0.240	3.000	OK
常時	揚圧力無し	553.397	5301.722	9.580	-0.580	3.000	OK
地震時	計画水位	192.097	1576.410	8.206	0.794	6.000	OK
地震時	揚圧力無し	481.418	4495.737	9.339	-0.339	6.000	OK

1.2.2 滑動に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	水平力 H(kN)	安全率		判定
				Fs	Fsa	
常時	計画水位	199.281	32.045	4.353	1.500	OK
常時	揚圧力無し	553.397	11.068	35.000	1.500	OK
地震時	計画水位	192.097	92.109	1.460	1.200	OK
地震時	揚圧力無し	481.418	75.074	4.489	1.200	OK

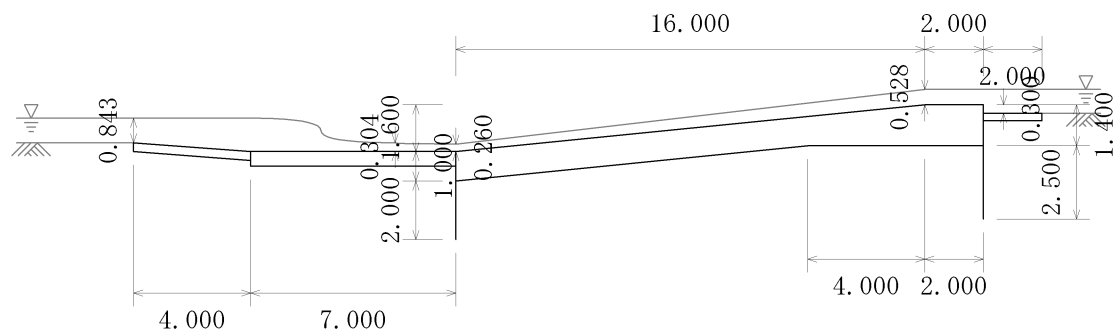
1.2.3 地盤支持力に対する照査

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN.m)	偏心量 e(m)	作用幅 x(m)	地盤支持力(kN/m ²)		判定
						P	Pa	
常時	計画水位	199.281	1745.752	0.240	26.281	11.956	294.000	OK
常時	揚圧力無し	553.397	5301.722	0.580	25.259	36.691	294.000	OK
地震時	計画水位	192.097	1576.410	0.794	24.619	13.495	441.000	OK
地震時	揚圧力無し	481.418	4495.737	0.339	25.984	29.764	441.000	OK

2章 検討条件

2.1 落差工形状

2.1.1 形状図



2.1.2 落差工の形式

検討ケース名称	Sample2
形式	緩傾斜型
強制跳水(補助構造物)	導入しない
コンクリート材質	鉄筋コンクリート

2.1.3 河道条件

計画流量Q : 30.000 (m³/s)

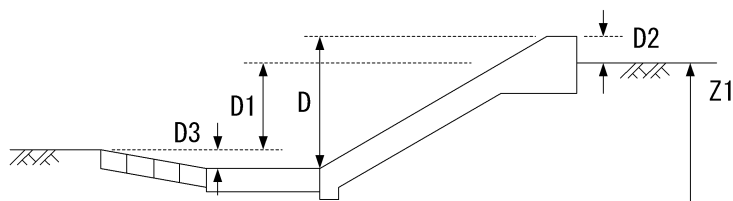
川幅B : 25.000 (m)

	河床勾配I(1/#)	粗度係数n
上流部	400.00	0.0300
中流部	400.00	0.0300
下流部	400.00	0.0300

緩傾斜上の粗度係数n_{1a} : 0.0300

2.1.4 落差高

総落差高D	1.600 (m)
天端突出高D ₂	0.300 (m)
水褥池水深D ₃	0.300 (m)
上流河床標高Z ₁	1.300 (m)
下流河床標高	0.300 (m)
上下流河床差D ₁	1.000 (m)



2.1.5 本体形状

形状寸法

天端幅Wu	2.000 (m)
のり勾配I1(1:＃)	0.0000
のり勾配I2(1:＃)	10.0000
H1	1.400 (m)
H2	0.000 (m)
H3	0.000 (m)
W1	0.000 (m)
W2	16.000 (m)
傾斜部厚さd	1.000 (m)

しゃ水工

しゃ水工を設置する

下流側に水抜き穴を設置する

クリープ比C : 5.000

	しゃ水工長lc(m)	端部からの設置距離X(m)
上流側	2.500	0.000
下流側	2.000	0.000

2.2 河床断面

2.2.1 上流部

平均流速公式 : レベル1(単断面)

断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	4.600
2	0.000	1.600
3	25.000	1.600
4	25.000	4.600

2.2.2 中流部

平均流速公式 : レベル1(単断面)

断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	3.000
2	0.000	0.000
3	25.000	0.000
4	25.000	3.000

2.2.3 下流部

平均流速公式 : レベル1(単断面)

断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	3.300
2	0.000	0.300
3	25.000	0.300
4	25.000	3.300

2.2.4 本体内下流端

平均流速公式：レベル1(単断面)

断面座標

No.	水平X(m)	標高Y(m)
1	0.000	3.000
2	0.000	0.000
3	25.000	0.000
4	25.000	3.000

3章 水理計算

3.1 流量条件

計画流量: $Q = 30.000 \text{ (m}^3/\text{s)}$

上流部限界水深 h_c は、フルード数が1になるように水深を仮定して求める。

$$F = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}} = \sqrt{\frac{30.000^2 \cdot 25.000}{9.800 \cdot 13.192^3}} = 1.000$$

$$\text{限界水深} h_c = 0.528 \text{ (m)}$$

$$\text{限界流速} V_c = 2.274 \text{ (m)}$$

$$\text{流水断面積} A = 13.192 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{水面幅} B = 25.000 \text{ (m)}$$

下流部水深 h_2 は、等流計算により求める。

$$\text{等流水深} h_2 = 0.843 \text{ (m)}$$

$$\text{流速} V_2 = 1.424 \text{ (m)}$$

$$\text{流水断面積} A = 21.070 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{水面幅} B = 25.000 \text{ (m)}$$

3.2 本体下流端水位の計算

3.2.1 本体下流端での水位

本体下流端水位の計算方法は、ベルヌーイの式に摩擦損失項を付加することで考える。

計算は以下の2式が $=$ となるように、本体天端上で発生する限界水深から本体下流端水位を算出してよいと考えられる。

$$\phi = Z_1 + h_1 + \frac{aQ^2}{2g \cdot A_1^2} - \frac{n_1^2 l Q^2}{2R_1^{4/3} A_1^2}$$

$$\Psi = h_{1a} + \frac{aQ^2}{2g \cdot A_{1a}^2} + \frac{n_{1a}^2 l Q^2}{2R_{1a}^{4/3} A_{1a}^2}$$

$$h_{1a} = 0.260 \text{ (m)}$$

$$V_{1a} = 4.613 \text{ (m/s)}$$

ここに、

- Z_1 : 総落差高 (m)
- h_1, h_{1a} : 落差工天端での限界水深および本体下流端水深 (m)
- V_{1a} : 本体下流端での流速 (m/s)
- A_1, A_{1a} : 上流部断面および本体下流端の流水断面積 (m²)
- n_1, n_{1a} : 上流部断面および緩傾斜上の粗度係数
- l : 本体内の斜面長 (m)
- R_1, R_{1a} : 上流部断面および本体下流端の径深 (m)
- Q : 計画流量 (m³/s)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- a : 定数(=1)

3.2.2 上下流最大水位差

$$H = h_c + D - h_{1a} = 0.528 + 1.600 - 0.260 = 1.868 \text{ (m)}$$

3.3 しゃ水工の根入長の計算

3.3.1 鉛直方向の浸透路長

しゃ水工の根入長は従来より使用されているレインの式により算出する。

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum ly}{\Delta H}$$

$$C \times \Delta H \leq \frac{L}{3} + \sum ly$$

$$5.000 \times 1.868 \leq \frac{18.060}{3} + \sum ly$$

$$ly \quad 3.318 \text{ (m)}$$

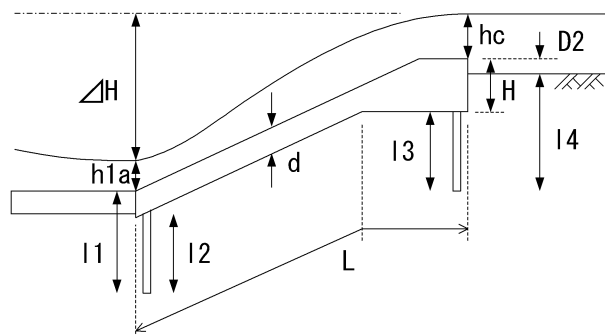
ここに、

C : クリープ比

L : 本体下面の浸透路長 (m)

ly : 鉛直方向の浸透路長 (m) (=l1+l2+l3+l4)

H : 上下流最大水位差 (m)



3.3.2 必要しゃ水工長

$$l = \frac{\sum ly - (H - D2 + d)}{2}$$

$$= \frac{3.318 - (1.400 - 0.300 + 1.000)}{2}$$

$$= 0.609 \text{ (m)}$$

以上から、しゃ水工は以下のように設けるものとした。

上流側しゃ水工長 lc1 = 2.500 (m)

下流側しゃ水工長 lc2 = 2.000 (m)

なお、下流側のしゃ水工は水抜き穴を設けることで浸透路長としてはみなさないこととした。

必要しゃ水工長 = 0.609 + 2.500 (m)・・・(OK)

ここに、

H : 上流側本体内高 (m)

D2 : 天端突出高 (m)

d : 本体内斜面部厚さ (m)

4章 安定計算

4.1 設計条件

(1) 単位重量

鉄筋コンクリート (kN/m ³)	24.520
水 (kN/m ³)	9.810
土(湿潤) (kN/m ³)	18.000
土(飽和) (kN/m ³)	19.620
土(水中) (kN/m ³)	9.810

(2) 基礎地盤

基礎地盤の種類	岩盤(軟岩, 土丹)
摩擦係数	0.70

(3) 荷重条件

- ・ 設計水平震度 $K_h = 0.14$
- ・ 揚圧力の算定方法は、簡易モデルとする。
- ・ 壁面摩擦角は内部計算とする。
- ・ 水位以下に見かけの震度を適用する。

荷重状態	常時	地震時
合力作用点の範囲	1/3以内	2/3以内
滑動安全率	1.50	1.20
許容支持力度(kN/m ²)	294.0	441.0

(4) 荷重ケース

以下のケースについて、底面下流側先端における作用力を求め、安定計算を行う。

[常時ケース(常時)]

- ・ 水の重量を考慮する。

[計画水位]

- ・ 上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・ 計算時の水位は水理計算の結果を用いる。

上流部水位 h_{wb} (m)	0.528
中流部水位 h_{wm} (m)	0.461
下流部水位 h_{wf} (m)	0.260

[揚圧力無し]

- ・ 揚圧力無しケースとして検討する。
- ・ 計算時の水位は水理計算の結果を用いる。

上流部水位 h_{wb} (m)	0.528
中流部水位 h_{wm} (m)	0.461
下流部水位 h_{wf} (m)	0.260

[地震時ケース(地震時)]

- ・ 水の重量を考慮する。

[計画水位]

・ 計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb(m)	0.000
中流部水位hwm(m)	0.000
下流部水位hwf(m)	0.000

[揚圧力無し]

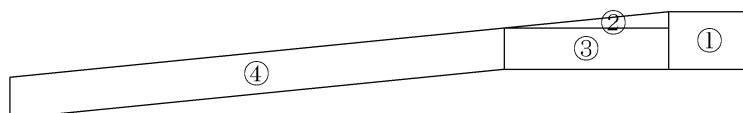
- ・ 揚圧力無しケースとして検討する。
- ・ 上流部と中流部の水位線を連続とする。
- ・ 計算時の水位は直接指定値を用いる。

上流部水位hwb(m)	0.000
中流部水位hwm(m)	0.000
下流部水位hwf(m)	0.000

4.2 作用力の集計

4.2.1 自重, 慣性力

(1) 躯体ブロックデータ



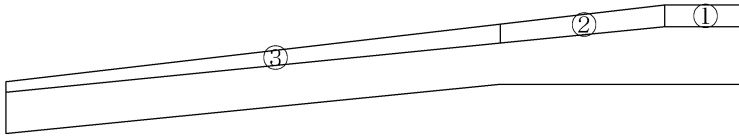
区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	1.400	1.400	1.000	2.800	17.000	1.900	47.600	5.320
2	4.000	0.000	0.400	1.000	0.800	14.667	2.333	11.733	1.867
3	4.000	1.000	1.000	1.000	4.000	14.000	1.700	56.000	6.800
4	12.000	1.000	1.000	1.000	12.000	6.000	1.100	72.000	13.200
	—	—	—	—	19.600	—	—	187.333	27.187

重心 $XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 187.333 / 19.600 = 9.558$ (m)

$YG = (V_i \cdot Y_i) / V_i = 27.187 / 19.600 = 1.387$ (m)

(2)水ブロックデータ

常時(計画水位)

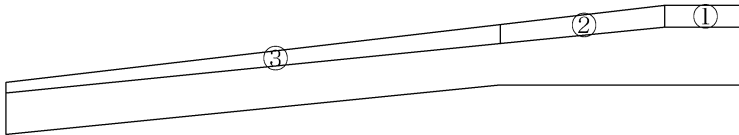


区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	0.528	0.528	1.000	1.056	17.000	2.864	17.952	3.024
2	4.000	0.461	0.528	1.000	1.978	14.045	2.652	27.781	5.246
3	12.000	0.260	0.461	1.000	4.326	6.558	1.841	28.368	7.963
	—	—	—	—	7.360	—	—	74.101	16.233

重心 $X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 74.101 / 7.360 = 10.068$ (m)

$Y_G = (V_i \cdot Y_i) / V_i = 16.233 / 7.360 = 2.206$ (m)

常時(揚圧力無し)



区分	幅 (m)	左高 (m)	右高 (m)	奥行 (m)	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
						X_i	Y_i		
1	2.000	0.528	0.528	1.000	1.056	17.000	2.864	17.952	3.024
2	4.000	0.461	0.528	1.000	1.978	14.045	2.652	27.781	5.246
3	12.000	0.260	0.461	1.000	4.326	6.558	1.841	28.368	7.963
	—	—	—	—	7.360	—	—	74.101	16.233

重心 $X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 74.101 / 7.360 = 10.068$ (m)

$Y_G = (V_i \cdot Y_i) / V_i = 16.233 / 7.360 = 2.206$ (m)

(3)自重,慣性力

常時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.520	480.592	9.558	4593.413
土砂	0.000	19.620	0.000	0.000	0.000
水	7.360	9.810	72.202	10.068	726.934

常時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.520	480.592	9.558	4593.413
土砂	0.000	19.620	0.000	0.000	0.000
水	7.360	9.810	72.202	10.068	726.934

地震時(計画水位)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.520	480.592	9.558	4593.413
土砂	0.000	19.620	0.000	0.000	0.000
水	0.000	9.810	0.000	0.000	0.000

区分	自重 (m ³)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	480.592	0.14	67.283	1.387	93.326
土砂	0.000	0.14	0.000	0.000	0.000

地震時(揚圧力無し)

区分	体積 (m ³)	単位重量 (kN/m ³)	自重 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	19.600	24.520	480.592	9.558	4593.413
土砂	0.000	19.620	0.000	0.000	0.000
水	0.000	9.810	0.000	0.000	0.000

区分	自重 (m ³)	設計水平 震度 Kh	慣性力 (kN)	重心位置 (m)	モーメント (kN.m)
躯体	480.592	0.14	67.283	1.387	93.326
土砂	0.000	0.14	0.000	0.000	0.000

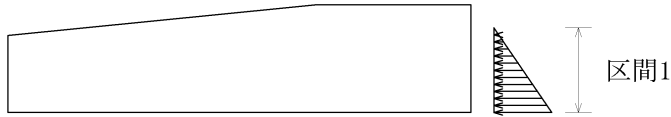
4.2.2 土圧力

(1)土圧データ(共通)

土の湿潤単位体積重量 t(kN/m ³)	18.000
土の飽和単位体積重量 b(kN/m ³)	19.620
土の水中単位体積重量 bw(kN/m ³)	9.810
水の単位体積重量 w(kN/m ³)	9.810
地表面と水平面とのなす角 (度)	0.000
土のせん断抵抗角 (度)	30.000
常時の壁面摩擦角 (度)	20.000
地震時の壁面摩擦角 (度)	15.000
設計水平震度Kh	0.14

(2)土圧データ(算出区間)

常時(計画水位)

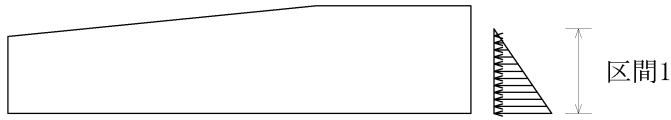


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.100	0.000	0.000	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	1.100	1.100	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.100	1.100	1.100	——
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000	0.000	0.000	——
土圧係数Ka	0.2973	0.2973	0.2973	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 (kN/m ³)	9.810	9.810	9.810	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	0.000	0.000	——
下側土圧強度Pl(kN/m ²)	3.208	0.000	0.000	——
土圧力P(kN)	1.765	0.000	0.000	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	0.604	0.000	0.000	0.604
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	1.658	0.000	0.000	1.658
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.367	0.000	0.000	0.367

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

常時(揚圧力無し)

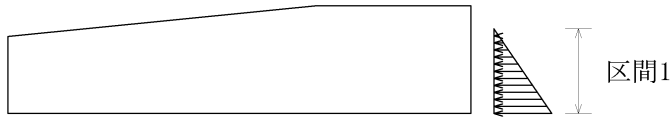


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.100	0.000	0.000	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	1.100	1.100	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.100	1.100	1.100	——
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000	0.000	0.000	——
土圧係数Ka	0.2973	0.2973	0.2973	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 (kN/m ³)	9.810	9.810	9.810	——
上側土圧強度Pu(kN/m ²)	0.000	0.000	0.000	——
下側土圧強度Pl(kN/m ²)	3.208	0.000	0.000	——
土圧力P(kN)	1.765	0.000	0.000	——
土圧力の鉛直成分PV(kN)	0.604	0.000	0.000	0.604
土圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧力の水平成分PH(kN)	1.658	0.000	0.000	1.658
土圧力の水平成分の作用位置YG(m)	0.367	0.000	0.000	0.367

なお、土圧係数はクーロン式により求めた。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

地震時(計画水位)

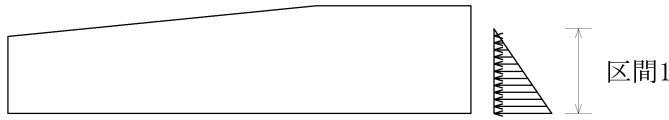


区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.100	0.000	0.000	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	1.100	1.100	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.100	1.100	1.100	——
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000	0.000	0.000	——
地震時合成角 $\theta = \tan^{-1}(Kh')$ (度)	15.642	15.642	15.642	——
見かけの震度 $Kh' = b / (b - w) \cdot Kh$	0.280	0.280	0.280	——
土圧係数 K_{ea}	0.5377	0.5377	0.5377	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 (kN/m ³)	9.810	9.810	9.810	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	0.000	0.000	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	5.802	0.000	0.000	——
土圧力 P (kN)	3.191	0.000	0.000	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.826	0.000	0.000	0.826
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	3.083	0.000	0.000	3.083
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.367	0.000	0.000	0.367

なお、土圧係数は物部・岡部の式により求めた。

$$K_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

地震時(揚圧力無し)



区間データ	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計
土圧の作用高さ(m)	1.100	0.000	0.000	1.100
土圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	1.100	1.100	——
土圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.100	1.100	1.100	——
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000	0.000	0.000	——
地震時合成角 $\theta = \tan^{-1}(Kh')$ (度)	15.642	15.642	15.642	——
見かけの震度 $Kh' = b / (b - w) \cdot Kh$	0.280	0.280	0.280	——
土圧係数 Kea	0.5377	0.5377	0.5377	——
土圧強度算定用の土の単位体積重量 (kN/m ³)	9.810	9.810	9.810	——
上側土圧強度 P_u (kN/m ²)	0.000	0.000	0.000	——
下側土圧強度 P_l (kN/m ²)	5.802	0.000	0.000	——
土圧力 P (kN)	3.191	0.000	0.000	——
土圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.826	0.000	0.000	0.826
土圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧力の水平成分 P_H (kN)	3.083	0.000	0.000	3.083
土圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.367	0.000	0.000	0.367

なお、土圧係数は物部・岡部の式により求めた。

$$Kea = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

4.2.3 水圧力

(1)水圧データ(共通)

水の単位体積重量 W_0 (kN/m ³)	9.810
-------------------------------------	-------

(2)水圧データ(算出区間)

常時(計画水位)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	0.000	0.000	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.528	1.928	1.928	——	0.260
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.928	1.928	1.928	——	1.260
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	5.180	0.000	0.000	——	2.551
下側水圧強度 P_l (kN/m ²)	18.914	0.000	0.000	——	12.361
水圧力 P (kN)	16.865	0.000	0.000	——	7.456
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の水平成分 P_H (kN)	16.865	0.000	0.000	16.865	7.456
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.567	0.000	0.000	0.567	0.390

常時(揚圧力無し)



区間データ	背 面				前 面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合 計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	0.000	0.000	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.528	1.928	1.928	——	0.260
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.928	1.928	1.928	——	1.260
上側水圧強度 P_u (kN/m ²)	5.180	0.000	0.000	——	2.551
下側水圧強度 P_l (kN/m ²)	18.914	0.000	0.000	——	12.361
水圧力 P (kN)	16.865	0.000	0.000	——	7.456
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の水平成分 P_H (kN)	16.865	0.000	0.000	16.865	7.456
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.567	0.000	0.000	0.567	0.390

地震時(計画水位)



区間データ	背面				前面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	0.000	0.000	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	1.400	1.400	——	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.400	1.400	1.400	——	1.000
上側水圧強度 P_u (kN/m^2)	0.000	0.000	0.000	——	0.000
下側水圧強度 P_l (kN/m^2)	13.734	0.000	0.000	——	9.810
水圧力 P (kN)	9.614	0.000	0.000	——	4.905
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の水平成分 P_H (kN)	9.614	0.000	0.000	9.614	4.905
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.467	0.000	0.000	0.467	0.333

地震時(揚圧力無し)



区間データ	背面				前面
	区間1 鉛直上側	区間2 傾斜部	区間3 鉛直下側	合計	
水圧の作用高さ(m)	1.400	0.000	0.000	1.400	1.000
水圧作用面上端から算出区間上端までの高さ(m)	0.000	1.400	1.400	——	0.000
水圧作用面上端から算出区間下端までの高さ(m)	1.400	1.400	1.400	——	1.000
上側水圧強度 P_u (kN/m^2)	0.000	0.000	0.000	——	0.000
下側水圧強度 P_l (kN/m^2)	13.734	0.000	0.000	——	9.810
水圧力 P (kN)	9.614	0.000	0.000	——	4.905
水圧力の鉛直成分 P_V (kN)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の鉛直成分の作用位置 X_G (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	——
水圧力の水平成分 P_H (kN)	9.614	0.000	0.000	9.614	4.905
水圧力の水平成分の作用位置 Y_G (m)	0.467	0.000	0.000	0.467	0.333

4.2.4 揚圧力

(1)揚圧力(共通)

水の単位体積重量 W_0 (kN/m ³)	9.810
水叩き天端高と本体底面高の差 d (m)	1.000
全浸透路長 l (m)	25.160

各算定区間の揚圧力は、次式により求める。

$$U_{px} = \left(h_{1a} + \Delta h \cdot \frac{\Sigma l - l_x}{\Sigma l} + d \right) \cdot W_0$$

ここに、

U_{px} : 任意の点 x での揚圧力(kN/m²)

Δh : 上流側水位と下流側越流落水位との水位差(m)

l_x : 任意の点までの浸透路長(m)

Σl : 全浸透路長(m)

※下流側のしゃ水工は水抜き穴を設けることで浸透路長としてはみなさない。

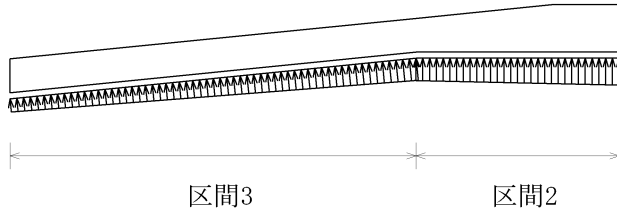
h_{1a} : 越流落水深(m)

W_0 : 水の単位体積重量(kN/m³)

d : 水叩き天端高と本体底面高の差(m)

(2)揚圧力(算出区間)

常時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $h(m) = 1.868(m)$

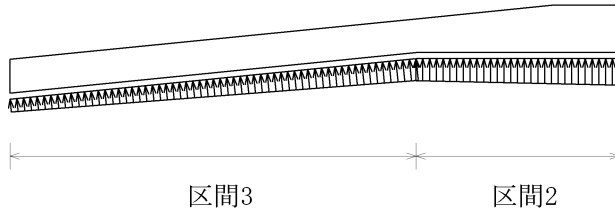
越流落水深 $h1a(m) = 0.260(m)$

区間データ	区間1 背面しゃ 水工より 上流側	区間2 背面しゃ 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しゃ水工	区間4 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	0.000	6.000	12.060	0.000	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	1.100	6.100	12.100	24.160	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	1.100	12.100	24.160	24.160	——
底面と水平面とのなす角 (度)	0.000	0.000	5.711	5.711	——
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	29.884	26.243	21.873	13.089	0.000
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	29.884	21.873	13.089	13.089	0.000
揚圧力P(kN)	0.000	144.346	210.816	0.000	0.000
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	0.000	144.346	209.770	0.000	354.116
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	18.000	15.091	6.502	0.000	10.003
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	0.000	20.977	0.000	20.977
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	1.200	1.200	0.650	0.000	0.650

常時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

地震時(計画水位)



上流側水位と下流側越流落水位との水位差 $h(m) = 1.600(m)$

越流落水深 $h1a(m) = 0.000(m)$

区間データ	区間1 背面しゃ 水工より 上流側	区間2 背面しゃ 水工から 中流部	区間3 中流部 から前面 しゃ水工	区間4 前面しゃ 水工より 下流側	合計
揚圧力の作用幅L(m)	0.000	6.000	12.060	0.000	——
算出区間始端までの浸透路長Lb(m)	1.100	6.100	12.100	24.160	——
算出区間終端までの浸透路長Lf(m)	1.100	12.100	24.160	24.160	——
底面と水平面とのなす角 (度)	0.000	0.000	5.711	5.711	——
背面側揚圧力Pb(kN/m ²)	24.820	21.701	17.957	10.434	0.000
前面側揚圧力Pf(kN/m ²)	24.820	17.957	10.434	10.434	0.000
揚圧力P(kN)	0.000	118.974	171.197	0.000	0.000
揚圧力の鉛直成分PV(kN)	0.000	118.974	170.348	0.000	289.321
揚圧力の鉛直成分の作用位置XG(m)	18.000	15.094	6.530	0.000	10.052
揚圧力の水平成分PH(kN)	0.000	0.000	17.035	0.000	17.035
揚圧力の水平成分の作用位置YG(m)	1.200	1.200	0.653	0.000	0.653

地震時(揚圧力無し)

揚圧力は作用しない。

4.2.5 各ケースの作用力

常時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.592	0.000	9.558	0.000	4593.413	0.000	4593.413
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	72.202	————	10.068	—	726.934	————	726.934
土圧	0.604	-1.658	18.000	1.567	10.863	-2.598	8.266
背面水圧	0.000	-16.865	18.000	1.767	0.000	-29.801	-29.801
前面水圧	————	7.456	0.000	0.390	————	2.910	2.910
揚圧力	-354.116	-20.977	10.003	0.650	-3542.330	-13.640	-3555.970
任意荷重	————	0.000	—	0.000	————	0.000	0.000
合計	199.281	-32.045	8.977	1.346	1788.881	-43.129	1745.752

常時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.592	0.000	9.558	0.000	4593.413	0.000	4593.413
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	72.202	————	10.068	—	726.934	————	726.934
土圧	0.604	-1.658	18.000	1.567	10.863	-2.598	8.266
背面水圧	0.000	-16.865	18.000	1.767	0.000	-29.801	-29.801
前面水圧	————	7.456	0.000	0.390	————	2.910	2.910
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	————	0.000	—	0.000	————	0.000	0.000
合計	553.397	-11.068	9.634	2.664	5331.211	-29.488	5301.722

地震時(計画水位)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.592	-67.283	9.558	1.387	4593.413	-93.326	4500.087
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	————	0.000	—	0.000	————	0.000
土圧	0.826	-3.083	18.000	1.567	14.867	-4.829	10.038
背面水圧	0.000	-9.614	18.000	1.667	0.000	-16.023	-16.023
前面水圧	————	4.905	0.000	0.333	————	1.635	1.635
揚圧力	-289.321	-17.035	10.052	0.653	-2908.203	-11.124	-2919.327
任意荷重	————	0.000	—	0.000	————	0.000	0.000
合計	192.097	-92.109	8.850	1.343	1700.078	-123.667	1576.410

地震時(揚圧力無し)

区分	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	作用位置		モーメント		
			X(m)	Y(m)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M(kN.m)
躯体	480.592	-67.283	9.558	1.387	4593.413	-93.326	4500.087
土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	————	0.000	——	0.000	————	0.000
土圧	0.826	-3.083	18.000	1.567	14.867	-4.829	10.038
背面水圧	0.000	-9.614	18.000	1.667	0.000	-16.023	-16.023
前面水圧	————	4.905	0.000	0.333	————	1.635	1.635
揚圧力	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
任意荷重	————	0.000	——	0.000	————	0.000	0.000
合計	481.418	-75.074	9.572	1.499	4608.281	-112.544	4495.737

4.3 安定計算結果

4.3.1 転倒に対する照査

$$X = \frac{M}{N}$$

$$e = \frac{B}{2} - X$$

ここに、

- X : 底面下流端から合力作用点までの距離(m)
- M : 底面下流端におけるモーメントの和(kN.m)
- N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)
- e : 偏心距離(m)
- B : 底面幅 = 18.000(m)

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN.m)	作用位置 X(m)	偏心量(m)		判定
					e	ea	
常時	計画水位	199.281	1745.752	8.760	0.240	3.000	OK
常時	揚圧力無し	553.397	5301.722	9.580	-0.580	3.000	OK
地震時	計画水位	192.097	1576.410	8.206	0.794	6.000	OK
地震時	揚圧力無し	481.418	4495.737	9.339	-0.339	6.000	OK

4.3.2 滑動に対する照査

$$F_s = \frac{N \cdot f}{H}$$

ここに、

- F_s : 滑動に対する安全率
- N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)
- f : コンクリートと地盤の摩擦係数 = 0.70
- H : 底面に作用する水平荷重の和(kN)

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	水平力 H(kN)	安全率		判定
				Fs	Fsa	
常時	計画水位	199.281	32.045	4.353	1.500	OK
常時	揚圧力無し	553.397	11.068	35.000	1.500	OK
地震時	計画水位	192.097	92.109	1.460	1.200	OK
地震時	揚圧力無し	481.418	75.074	4.489	1.200	OK

4.3.3 地盤支持力に対する照査

荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布 $e < B/6$)

$$P = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布 $e \geq B/6$)

$$P = \frac{2 \cdot N}{x}, \quad x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

ここに、

P : 鉛直最大反力(kN/m²)

B : 底面幅 = 18.000(m)

x : 底面に作用する鉛直反力の作用幅(m)

N : 底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

e : 偏心距離(m)

ケース	水位	鉛直力 N(kN)	モーメント M(kN.m)	偏心量 e(m)	作用幅 x(m)	地盤支持力(kN/m ²)		判定
						P	Pa	
常時	計画水位	199.281	1745.752	0.240	26.281	11.956	294.000	OK
常時	揚圧力無し	553.397	5301.722	0.580	25.259	36.691	294.000	OK
地震時	計画水位	192.097	1576.410	0.794	24.619	13.495	441.000	OK
地震時	揚圧力無し	481.418	4495.737	0.339	25.984	29.764	441.000	OK

5章 護床工の検討

5.1 上流側護床工長

上流側護床工は2.000 (m)設けるものとする。

5.2 下流側護床工A区間長

5.2.1 本体下流端水位(h1a)の計算

本体下流端水位h1a = 0.260 (m)

5.2.2 跳水開始水深(h1b)の計算

$$\frac{h1b}{h2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot F2^2} - 1)$$

$$h1b = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 0.495^2} - 1) \cdot 0.843 = 0.304 \text{ (m)}$$

ここに、

h1b : 跳水開始水深 (m)

h2 : 床止め下流部の水深 (m)

F2 : 床止め下流部のフルード数

5.2.3 本体下流端水位(h1a)と跳水開始水深(h1b)との比較

h1a(=0.260) < h1b(=0.304)より、護床工A区間長は次式により算出される。

$$L = L1 + L2$$

ここに、

L1 : 落下後から跳水発生までの射流で流下する区間 (m)

L2 : 跳水発生区間 (m)

・L1の計算

L1は、h1aがh1bの水位まで上昇する間の長さであるから、下記の水面形を求める式により求められる。

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h^4 - hc^3 \cdot h$$

ここに、

q : 単位幅流量 (m³/s)

C : シェジエーの定数(=h^{1/6}/n)

n : 護床工Aの粗度係数

x : 区間長 (m)

a : 定数

hc : 中流部断面での限界水深 (m)

この式に初期水深h1a(x=0)を代入して定数aを求めた後、hにh1bを代入すると区間長x=L1が求まる。
x=0のとき、

$$a = \frac{1}{4} \cdot h1a^4 - hc^3 \cdot h1a = \frac{1}{4} \cdot 0.260^4 - 0.528^3 \cdot 0.260 = -0.037$$

跳水発生前の水深(h1b)は、0.304 (m)であるから、L1となるxは、

$$-\frac{q^2}{C^2}x + a = \frac{1}{4}h1b^4 - hc^3 \cdot h1b$$

で求められる。

h1bとなる水深でのシェジエーの定数は、

$$C = h1b^{1/6}/n = 0.304^{1/6} / 0.0350 = 23.429$$

ゆえに、

$$L1 = x = - \left(\frac{1}{4} \cdot h1b^4 - hc^3 \cdot h1b - a \right) \cdot \frac{C^2}{q^2}$$

$$= - \left(\frac{1}{4} \cdot 0.304^4 - 0.528^3 \cdot 0.304 - (-0.037) \right) \cdot \frac{23.429^2}{1.200^2} = 2.081 \text{ (m)}$$

中流部断面の限界水深hcと単位幅流量q

・限界水深hc

計画流量: Q = 30.000 (m³/s)

限界水深hcはフルード数が1になるように水深を仮定して求める。

$$F = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}} = \sqrt{\frac{30.000^2 \cdot 25.000}{9.800 \cdot 13.192^3}} = 1.000$$

限界水深hc = 0.528 (m)

限界流速Vc = 2.274 (m/s)

流水断面積A = 13.192 (m²)

水面幅B = 25.000 (m)

・単位幅流量q

水深h1b(=0.304)となるとき流水断面積A = 7.601 (m²)

流速V = 3.947 (m/s)

単位幅流量q = V · h1b = 1.200 (m³/s)

・跳水発生長(L2)の計算

$$L = L2 = (4.5 \sim 6) \times h2 = (4.5 \sim 6) \times 0.843 = 3.793 \sim 5.057 \text{ (m)}$$

・護床工A区間長

$$L = L1 + L2 = 2.081 + 3.793 \sim 5.057 = 5.873 \sim 7.137 \quad 7.000 \text{ (m)}$$

5.3 下流側護床工B区間長

$$LB = (3 \sim 5) \times h2 = (3 \sim 5) \times 0.843 = 2.528 \sim 4.214 \quad 4.000 \text{ (m)}$$

6章 護床工のブロック重量

水の密度 $w = 1000.000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$

	護床工B	跳水発生区 間後半	本体直下流～跳 水発生区 間前半	上流側護床工
ブロック種別	E: 長方形	E: 長方形	E: 長方形	E: 長方形
ブロックの比重 b/w	2.090	2.090	2.090	2.090
係数 $a(\times 10^{-3})$	0.790	0.790	0.790	0.790
割り引き係数	2.800	2.800	2.800	2.800
近傍流速 $Vd \text{ (m/s)}$	1.424	3.018	4.613	2.274
ブロック重量 $W \text{ (kN)}$	0.000	0.021	0.265	0.004

・護床工ブロック重量算定式

$$W = a \left(\frac{\rho w}{\rho b - \rho w} \right)^3 \cdot \frac{\rho b}{g^2} \left(\frac{Vd}{\beta} \right)^6$$

$$= a \left(\frac{1}{\rho b / \rho w - 1} \right)^3 \cdot \frac{\rho b / \rho w \times \rho w}{g^2} \left(\frac{Vd}{\beta} \right)^6$$

ここに、

- W : 移動しないための最小ブロック重量 (kN)
- Vd : ブロック近傍流速 (m/s)
- a : ブロック形状によって定まる係数
- w : 水の密度 (kg/m³)
- b : ブロックの密度 (kg/m³)
- : ブロックを層積みした場合の割り引き係数

・上流側護床工

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{2.274}{2.800} \right)^6 = 0.004 \text{ (kN)}$$

・本体直下流～跳水発生区間前半(護床工A区間)

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{4.613}{2.800} \right)^6 = 0.265 \text{ (kN)}$$

・跳水発生区間後半(護床工A区間)

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{3.018}{2.800} \right)^6 = 0.021 \text{ (kN)}$$

・護床工B区間

$$W = 0.790 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{2.090 - 1} \right)^3 \cdot \frac{2.090 \times 1000.000}{9.800^2} \left(\frac{1.424}{2.800} \right)^6 = 0.000 \text{ (kN)}$$